

Міністерство освіти і науки України

Харківська національна академія міського господарства

**Є.Г. Стоянов  
Н.О. Псурцева**

## **Методичні вказівки**

**до виконання курсового проекту  
«Проектування монолітного залізобетонного ребристого перекриття з  
балковими плитами для будівлі з неповним каркасом»,  
практичних занять та самостійної роботи з дисципліни**

**«Залізобетонні та кам'яні конструкції»**

(для студентів 3 – 4 курсів денної і заочної форм навчання напряму  
підготовки 6.060101 – «Будівництво»  
спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»

Харків – ХНАМГ – 2010

Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Проектування монолітного залізобетонного ребристого перекриття з балковими плитами для будівлі з неповним каркасом», практичних занять та самостійної роботи з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» (для студентів 3 – 4 курсів денної і заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 – «Будівництво» спеціальності «Промислове і цивільне будівництво») / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: Є. Г. Стоянов, Н. О. Псурцева; Х.: ХНАМГ, 2010 – 30 с.

Укладачі: Є.Г. Стоянов, Н.О. Псурцева

Рецензент: доцент кафедри будівельних конструкцій  
к.т.н. О.М.Шаповалов.

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,  
протокол № 5 від 26 січня 2010 р.

## Зміст

|   | Стор. |
|---|-------|
| Загальні вказівки .....   | 4     |
| 1. Рекомендації з компоновки ребристого перекриття з балковими плитами. Вибір прольотів і розмірів поперечних перерізів елементів ..... | 5     |
| 2. Приклад розрахунку елементів монолітного ребристого перекриття .....   | 6     |
| 2.1. Навантаження на перекриття... ..   | 8     |
| 2.2. Розрахункова схема плити, розрахункові прольоти, розрахункові зусилля .....  | 8     |
| 2.3. Конструктивний розрахунок плити. Армування .....   | 10    |
| 2.4. Другорядна балка. Статичний розрахунок .....   | 14    |
| 2.5. Розрахунок другорядної балки на міцність в нормальних перерізах .....  | 18    |
| 2.6. Розрахунок другорядної балки на міцність в похилих перерізах .....   | 21    |
| 2.7. Конструювання другорядної балки .....  | 23    |
| 3. Принципи розрахунку головної балки .....   | 23    |
| Список літератури .....   | 26    |
| Додатки .....   | 27    |

## Загальні вказівки

Найбільш розповсюдженими конструкціями, використовуваними в будівництві, є перекриття, що являють собою горизонтальні конструкції, які розділяють суміжні поверхи по висоті будинку.

За конструктивною схемою залізобетонні плоскі перекриття можна розділити на дві основні типи: балкові й безбалкові.

За способом виготовлення залізобетонні плоскі перекриття підрозділяють на збірні, монолітні і збірно-монолітні.

У цих методичних вказівках розглядаються монолітні балкові ребристі перекриття, де балками-ребрами є головні й другорядні балки.

Головні балки спираються на колони і на зовнішні стіни будинку. Другорядні балки спираються на головні балки.

Заповнена залізобетоном чарунка, що обмежена головними і другорядними балками, є плитою перекриття.

Прольотами головних балок є відстань між колонами або стінами у вибраному напрямку (6...9 м), прольотами другорядних балок є відстань між головними балками (5...7 м) у протилежному напрямку. Прольотами плити є крок другорядних балок (1,7...2,5 м).

Таким чином, плита в плані має розміри  $l_1 \times l_2 = (1,7...2,5) \times (5...7)$  м. При навантаженні така плита згинається в одному (короткому) напрямку між другорядними балками, таку плиту із співвідношенням сторін  $l_2/l_1 \geq 2$  називають балковою. Якщо крок другорядних балок такий, що співвідношення  $l_2/l_1 < 2$ , то плита під навантаженням згинається в двох протилежних напрямках. У цьому випадку плиту називають опертою по контуру або контурною. Розрахунок контурних плит є досить складним і розглядається в майбутньому.

# **1. Рекомендації з компоновки монолітного ребристого перекриття з балковими плитами. Вибір прольотів і розмірів поперечних перерізів елементів**

Монолітні ребристі перекриття застосовують у промислових й цивільних будівлях.

Тимчасові навантаження для цивільних будівель звичайно не перебільшують 6,0 кН/м<sup>2</sup>; для промислових багатоповерхових будівель тимчасове навантаження звичайно знаходиться в межах 6,0...15 кН/м<sup>2</sup>.

Залежно від розмірів перекриття у плані  $L_1 \times L_2$  і тимчасового навантаження при компоновці треба вибрати напрямки головних і другорядних балок, розташувати колони і прийняти крок другорядних балок таким чином, щоб забезпечити рекомендовані прольоти: для головних балок  $l_{гол.} = 6...9$  м, для другорядних  $l_{др.} = 5...7$  м, для плити  $l_{пл.} = 1,7...2,5$  м.

Кожний з елементів (плита, другорядна балка, головна балка) за конструктивною схемою є багатопрольотною нерозрізною балкою, де крайні опори (на стіновому контурі) – шарнірні. При такій схемі згинальні моменти від рівномірно розподіленого навантаження у крайніх прольотах більші, ніж в середніх, тому крайні прольоти при компоновці можна приймати на 15...20 % коротшими, ніж середні.

Товщину монолітної плити приймають залежно від величини тимчасового навантаження та її прольоту. Для цивільних будівель рекомендована товщина плити 55...70 мм, для промислових – 70...100 мм.

Рекомендовані розміри поперечних перерізів:

- для головної балки: висота перерізу (включно товщину плити)

$$h_{гол.} = (1/10...1/12)l_{гол.},$$

ширина перерізу:  $b_{гол.} = (0.3...0.5)h_{гол.}$

Остаточні розміри перерізу головної балки приймають кратними 50 мм;

- для другорядної балки: висота перерізу (включно товщину плити)

$$h_{др.} = (1/15...1/20)l_{др.},$$

ширина перерізу:  $b_{др.} = (0.3...0.5)h_{др.}$

Остаточно розміри перерізу другорядної балки приймають кратними 50 мм.

## 2. Приклад розрахунку елементів монолітного ребристого перекриття з балковими плитами

Розглядається перекриття з габаритами в плані ( в осях) 20х30 м.

Будівля – промислова. Характеристичне значення тимчасового навантаження  $\nu_n = 8,0$  кН/м<sup>2</sup>. Зовнішні стіни – цегляні, товщиною 510 мм.

Склад перекриття прийнятий як показано на рис.1.



Рис.1

Для цивільної будівлі приймають склад перекриття з різними варіантами підлоги згідно з архітектурним рішенням.

За рекомендаціями з компоновки приймаємо розташування колон з прольотами головних балок  $l_{гол.1} = 6,6$  м,  $l_{гол.2} = 6,8$  м.

Всі прольоти другорядних балок  $l_{ор.} = 6,0$  м. Другорядні балки розташовуємо з кроком 2,2...2,3 м (рис.2).

Товщину плити приймаємо  $h_f = 80$  мм.

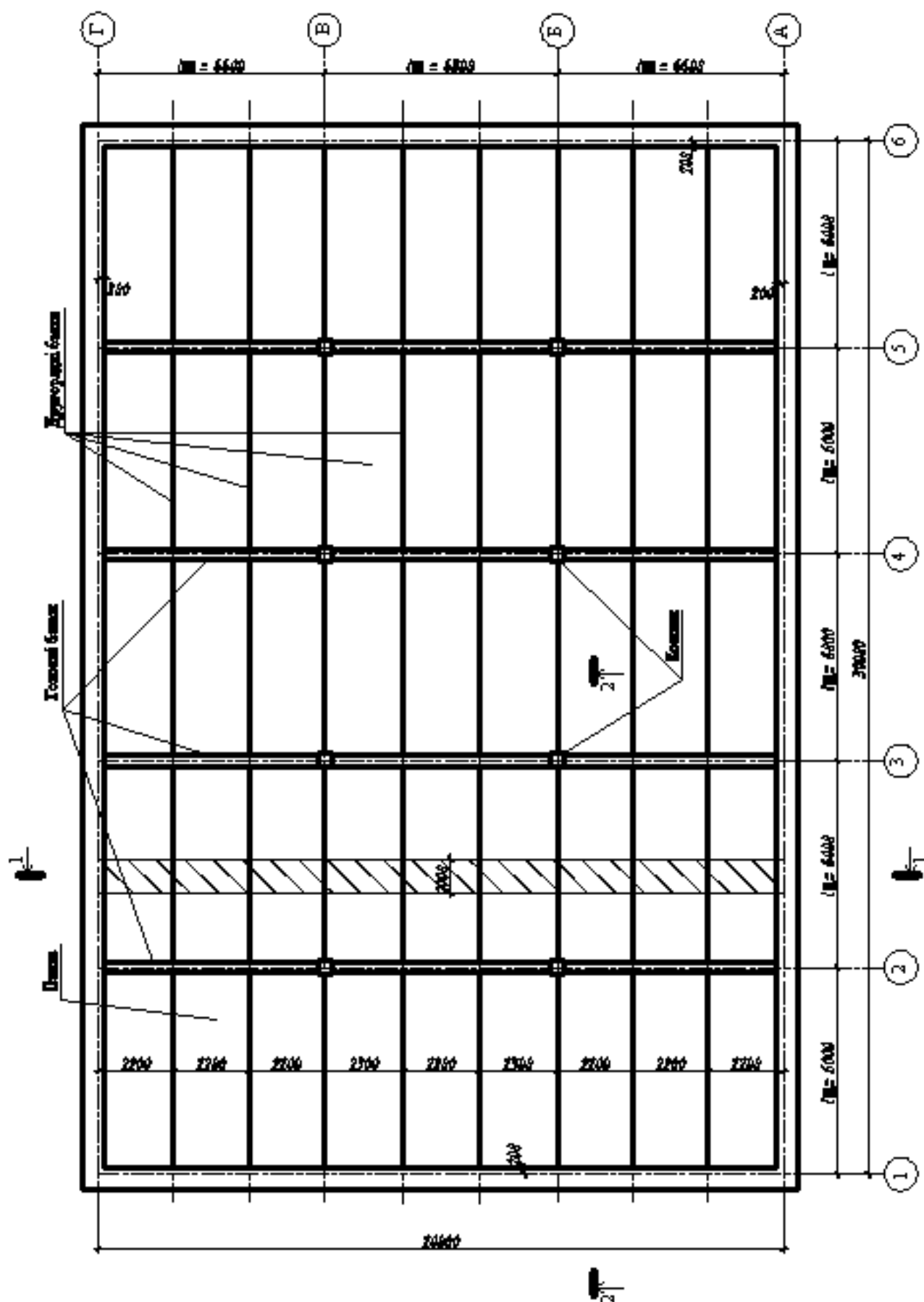


Рис.2

## 2.1. Навантаження на перекриття

Визначення навантажень на перекриття виконують у табличній формі (табл. 2.1).

Таблиця 2.1

| Вид навантаження  | Характеристичне значення навантаження, $\text{кН/м}^2$ | Коефіцієнт надійності $\gamma_f$ | Розрахункове навантаження, $\text{кН/м}^2$ |
|---|--|----------------------------------|--|
| 1   | 2  | 3                                | 4  |
| <b>А. Постійне (<math>g</math>)</b>   |  |                                  |  |
| Мозаїчна підлога ( $\delta=20\text{мм}$ , $\rho=20 \text{ кН/м}^3$ ) 0.02x20    | 0,4  | 1,3                              | 0,52                                       |
| Звукоізоляційний шар ( $\delta=60\text{мм}$ , $\rho=8 \text{ кН/м}^3$ ) 0.06x8  | 0,48   | 1,3                              | 0,62                                       |
| Залізобетонна плита ( $\delta=80\text{мм}$ , $\rho=25 \text{ кН/м}^3$ ) 0.08x25 | 2,0  | 1,1                              | 2,2  |
| Всього постійне   |  |                                  | $g = 3.34$                                 |
| <b>Б. Тимчасове (<math>v</math>)</b>  | $v_n=8$  | 1,2                              | $v=9.6$                                    |
| Разом   |  |                                  | $q=g+v=$<br><b>12.94~13</b>                |

## 2.2. Розрахункова схема плити. Розрахункові прольоти, розрахункові зусилля

Для розрахунку плити розглядають умовну смугу шириною 1 м, паралельну цифровим осям. У поперечному перерізі 1-1 ця смуга подана на рис.3.

Розрахункові прольоти:

$$l_{01} = 2200 - 200 + 60 - 150/2 = 1985 \text{ мм} = 1.985 \text{ м};$$

$$l_{02} = l_{03} = 2200 - 150 = 2050 \text{ мм} = 2.05 \text{ м};$$

$$l_{04} = 2300 - 150 = 2150 \text{ мм} = 2.15 \text{ м}.$$



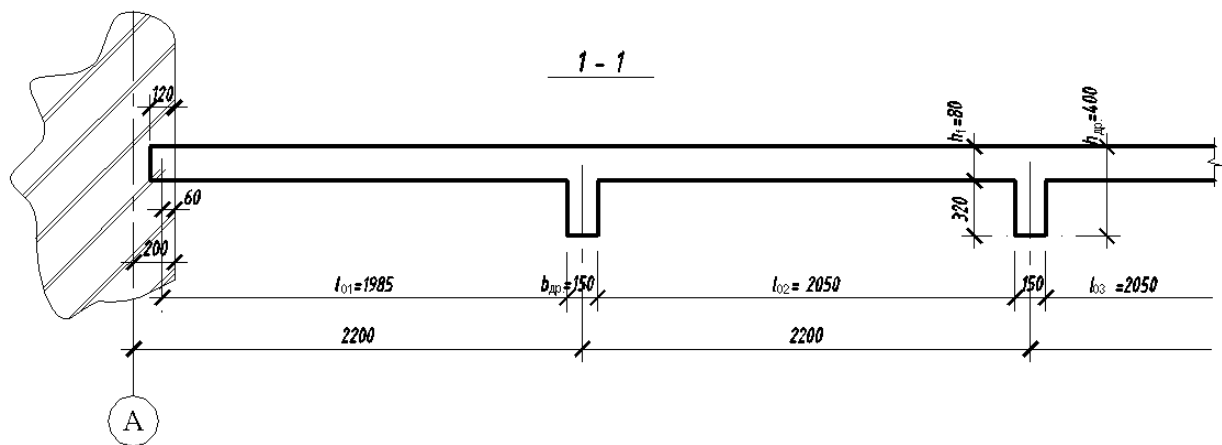


Рис.3

Згинальні прольотні й опорні моменти в розглядуваній смузі

$$M_1 = -M_B = ql_{01}^2/11 = 13 \cdot 1.985^2/11 = 4.66 \text{ кНм};$$

$$M_2 = M_3 = -M_C = -M_D = ql_{02}^2/16 = 13 \cdot 2.05^2/16 = 3.41 \text{ кНм};$$

$$M_4 = ql_{04}^2/16 = 13 \cdot 2.15^2/16 = 3.76 \text{ кНм}.$$

Розрахункова схема і згинальні моменти в розглядуваній смузі плити подані на рис.4.

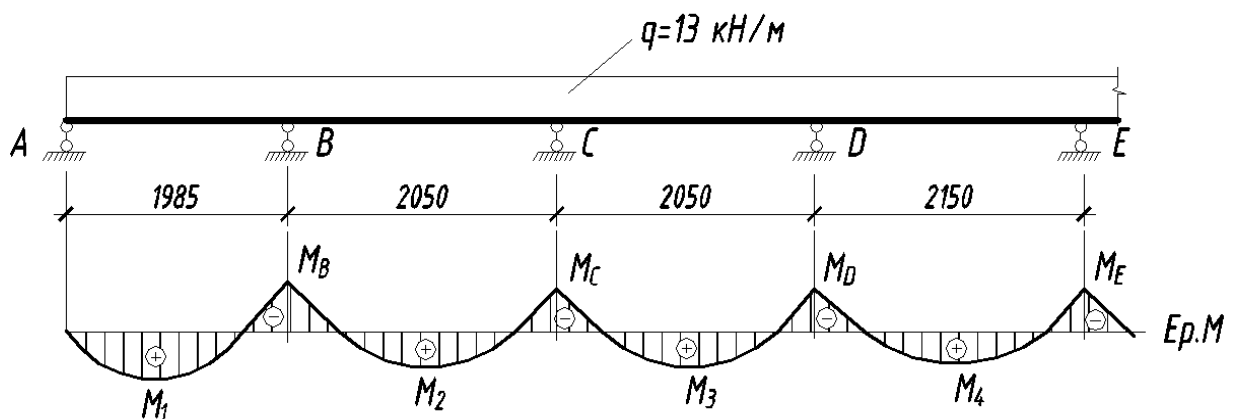


Рис.4

### 2.3.Конструктивний розрахунок плити. Армування

Армування плити може здійснюватися двома способами: безперервним і роздільним. Перший спосіб використовують переважно для цивільних будівель з невеликим навантаженням на перекритті. При цьому способі армування відбувається рулонними зварними сітками, що розгортаються в

напрямку головних балок. Робоча поздовжня арматура має діаметр не більше 5 мм класу Вр-1 і крок не менше 100 мм.

У крайніх прольотах плити над основною сіткою може укладатись другий ряд додаткової сітки для сприймання підвищених згинальних моментів (рис 5).

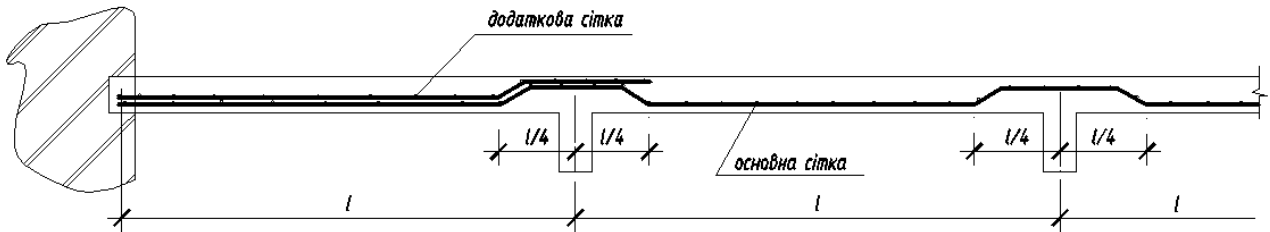


Рис. 5

Поперечна арматура сіток – конструктивна, має мінімальний діаметр 3...4 мм і крок 200...250 мм.

Роздільне армування плоскими сітками використовують при значних навантаженнях у промислових будівлях, де мінімальний діаметр робочих стержнів 6 мм класу А400С. Сітки укладають у прольотах між другорядними і головними балками і над опорами (другорядними балками). Робочі стержні укладають в короткому напрямку (поперечному). Поздовжня арматура сіток – конструктивна, її укладають в поздовжньому напрямку, вона має мінімальний діаметр і крок 200...250 мм (рис. 6).

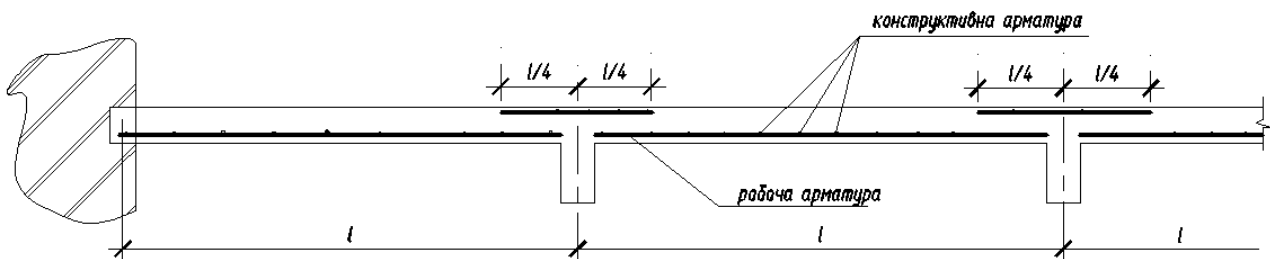


Рис. 6

У розгляданому прикладі для промислової будівлі доцільно прийняти роздільне армування плоскими сітками з використанням арматури класу

A400C діаметром 6...8 мм, що має розрахунковий опір  $R_s = 365 \text{ МПа} = 36.5 \text{ кН/см}^2$ . Клас бетону приймаємо В20 (можна прийняти В15). Розрахунковий опір бетону на стиск  $R_b = 11.5 \text{ МПа} = 1.15 \text{ кН/см}^2$ ; коефіцієнт умови роботи  $\gamma_{b2} = 0.9$ .

У конструктивному розрахунку визначають необхідну кількість арматури для забезпечення міцності нормальних перерізів. Міцність похилих перерізів не перевіряють у зв'язку з досить великою шириною розрахункової смуги плити ( $b_{пл.} = 100 \text{ см}$ ).

Розрахункову (робочу) висоту перерізу приймаємо  $h_0 = 6 \text{ см}$ .

а) перший проліт і перша проміжна опора

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{466}{0.9 * 1.15 * 100 * 6^2} = 0,125; \quad \zeta = 0.935;$$

$$A_s = \frac{M_1}{\xi R_s h_0} = \frac{466}{0.935 * 36.5 * 6} = 2,28 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок робочих стержнів 200 мм, маємо на ширині смуги  $1000/200=5$  стержнів. За сортаментом арматури приймаємо Ø8A400C з  $A_s = 2.51 \text{ см}^2/\text{м}$ . Конструктивну арматуру беремо Ø3Вр-1 з кроком 250 мм.

Марки сіток:

- прольотної  $C1 \frac{3Bp - 1 - 250}{8A400C - 200} 5700 \times 2050,$

- опорної  $C2 \frac{3Bp - 1 - 250}{8A400C - 200} 5700 \times 1100.$

б) середні прольоти і середні опори

У запас міцності приймаємо максимальний згинальний момент  $M = M_4 = 3.76 \text{ кНм} = 376 \text{ кНсм}$ :

$$\alpha_m = \frac{376}{0.9 * 1.15 * 100 * 6^2} = 0,1; \quad \zeta = 0.945;$$

$$A_s = \frac{376}{0.945 * 36.5 * 6} = 1,82 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок робочих стержнів 150 мм, маємо на ширині смуги  $1000/150 = 6.67$  стержнів, і необхідна площа перерізу одного стержня

повинна бути не менше  $1.82/6.67=0.273 \text{ см}^2$ . За сортаментом приймаємо арматуру  $\text{Ø6A400C}$  з площею перерізу одного стержня  $0.283 \text{ см}^2$ .

Марки сіток:

- прольотних  $C3 \frac{3Br-1-250}{6A400C-150} 5700 \times 2050,$

- опорних  $C4 \frac{3Br-1-250}{6A400C-150} 5700 \times 1100.$

Схема армування подана на рис.7.

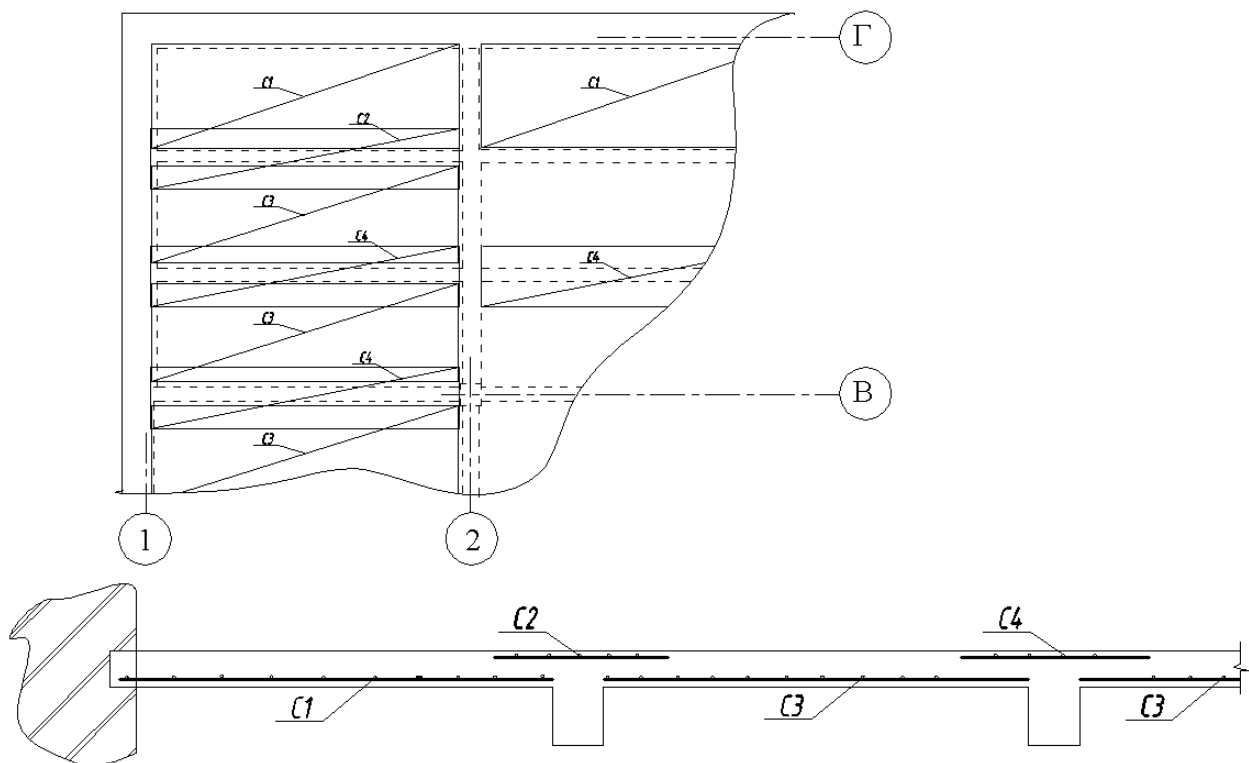


Рис.7

Як приклад розглянемо варіант використання рулонних сіток для розрахованих згинальних моментів.

Розрахунковий опір арматури класу Вр-1 передбачуваного діаметру 5 мм  $R_s = 360 \text{ МПа} = 36 \text{ кН/см}^2$ .

Розрахунок починаємо з середніх прольотів:

$$\alpha_m = \frac{376}{0.9 * 1.15 * 100 * 6^2} = 0.1; \quad \zeta = 0.945;$$

$$A_s = \frac{376}{0.945 * 36 * 6} = 1,842 \text{ см}^2.$$

Прийнявши крок поздовжніх робочих стержнів 100 мм, маємо на смузі  $1000/100 = 10$  стержнів. За сортаментом приймаємо 10Ø5Вр-1 ( $A_s=1.96 \text{ см}^2$ ).

У першому прольоті й на першій проміжній опорі

$$\alpha_m = \frac{466}{0.9 * 1.15 * 100 * 36} = 0,125; \quad \zeta = 0.935;$$

$$A_s = \frac{466}{0.935 * 36 * 6} = 2,31 \text{ см}^2.$$

Таким чином, маємо недостачу робочої арматури в сітці С1 в кількості  $2.31-1.96 = 0.35 \text{ см}^2$ . Тому додаємо допоміжну сітку з мінімальним діаметром робочої арматури Ø3Вр-1 і з максимальним кроком стержнів 200 мм (кількість стержнів на смузі  $1000/200=5$ ). Площа перерізу в додатковій сітці  $0.353 \text{ см}^2$ .

Марки сіток:

$$\text{- основної} \quad C1 \frac{5Bp - 1 - 100}{3Bp - 1 - 250} 20000 \times B,$$

$$\text{- додаткової} \quad C2 \frac{3Bp - 1 - 200}{3Bp - 1 - 250} 2600 \times B,$$

де  $B$  – ширина сіток, яку приймають з технологічних умов.

Конструктивне рішення за другим варіантом показане на рис.8.

## 2.4. Другорядна балка. Статичний розрахунок

Другорядну балку розраховують аналогічно балковій плиті. Балка сприймає навантаження від власної ваги, від ваги монолітної плити і підлоги, а також тимчасове навантаження.

У поперечному перерізі балка має тавровий профіль з шириною верхньої полиці, що дорівнює кроку другорядних балок.

Розрахункові прольоти балки приймають залежно від ширини головних балок. Перша опора на стіні вважається шарнірною (рис. 9).

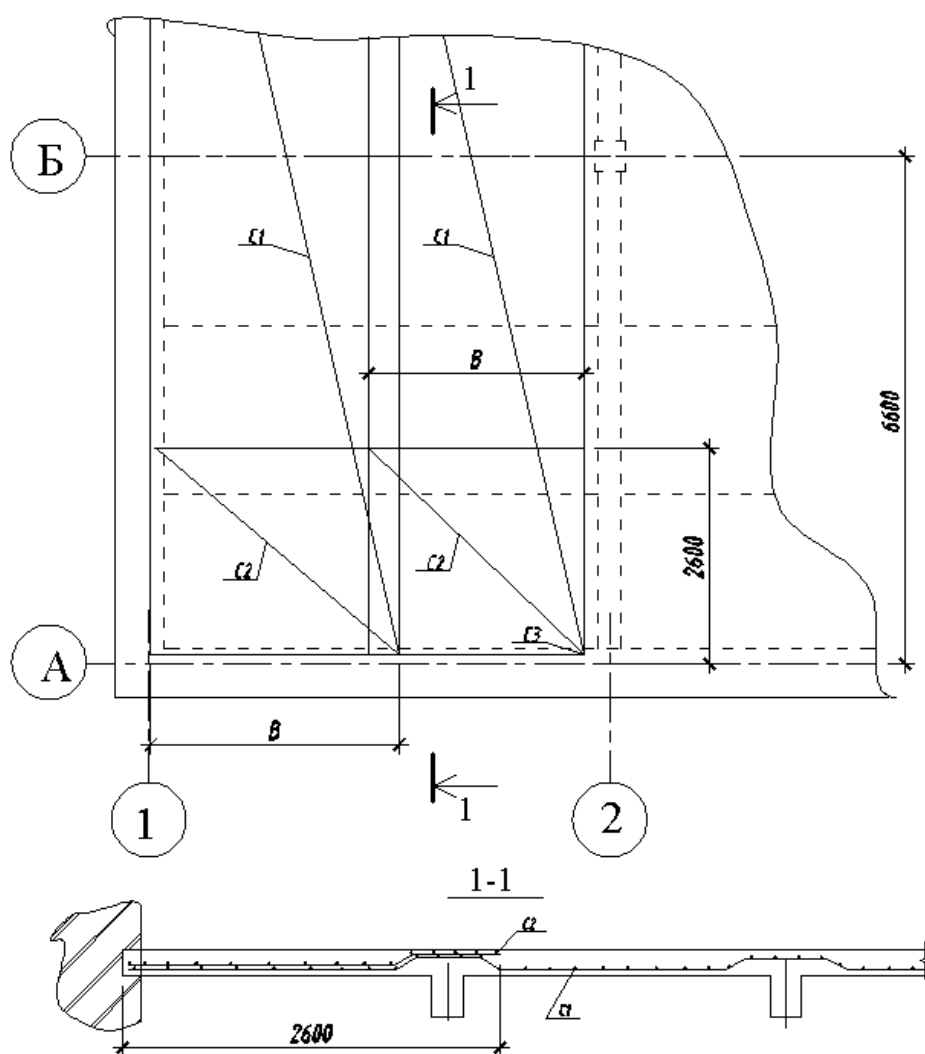


Рис.8

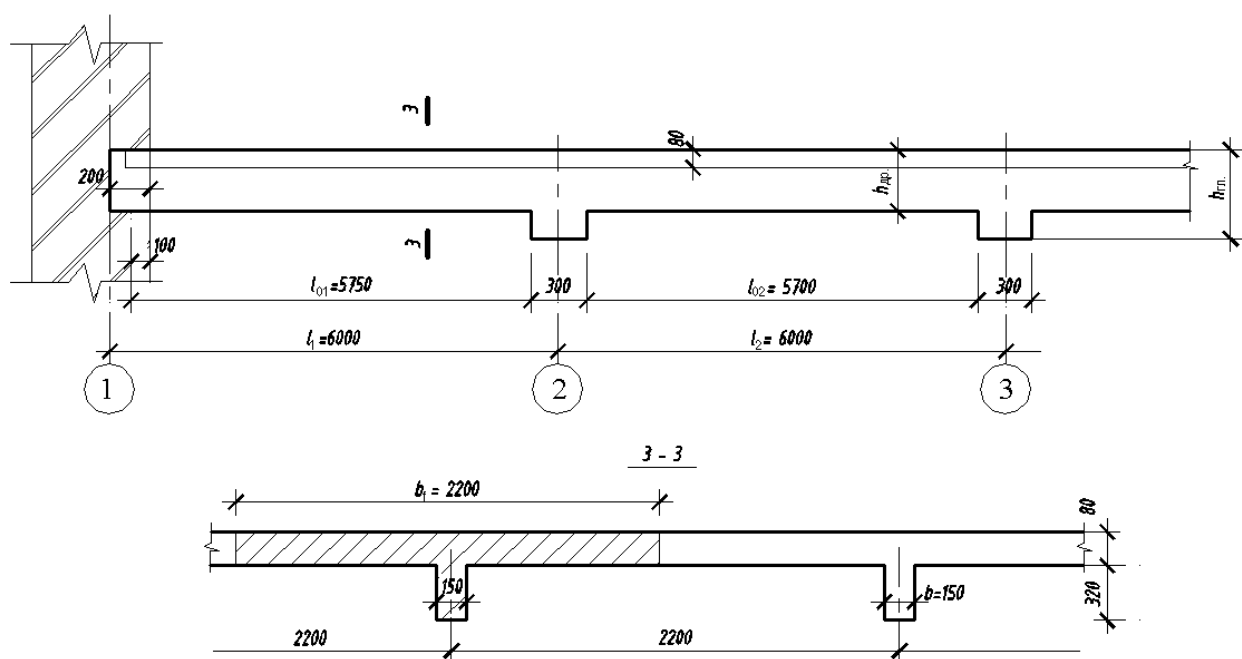


Рис.9

$$l_{01} = 6000 - 200/2 - 300/2 = 5750 \text{ мм} = 5.75 \text{ м},$$

$$l_{02} = l_{03} = \dots = 6000 - 300 = 5700 \text{ мм} = 5.7 \text{ м}.$$

### Навантаження

а) постійне

$$\begin{aligned} g &= g_{(1\text{м})}^2 \times b_f + \gamma_f \times (\text{власна вага ребра балки}) = \\ &= 3.34 \times 2.2 + 1.1 \times 0.15 \times 0.32 \times 25 = 8.7 \text{ кН/м}; \end{aligned}$$

б) тимчасове

$$v = v_{(1\text{м})}^2 \times b_f = 9.6 \times 2.2 = 21.1 \text{ кН/м},$$

в) повне

$$q = g + v = 8.7 + 21.1 = 29.8 \text{ кН/м}.$$

### Розрахункові зусилля

Для визначення розрахункових зусиль розглядають декілька можливих схем навантаження. Так, для отримання найбільшого згинального моменту в першому прольоті саме цей проліт і всі непарні прольоти повинні мати максимальне тимчасове навантаження при постійному навантаженні всіх прольотів (схема 1). Для отримання найбільшого згинального моменту в другому прольоті саме цей проліт і всі парні прольоти повинні мати максимальне тимчасове навантаження при постійному навантаженні всіх прольотів (схема 2). Для визначення мінімального згинального моменту на будь-якій опорі треба мати максимальне тимчасове навантаження в двох суміжних прольотах біля розглядуваної опори при постійному навантаженні всіх прольотів (схема 3).

Епюру моментів, що з'єднує всі максимуми і мінімуми зусиль по всіх розглянутих схемах, називають огинаючою. Аналогічно згинальним моментам розглядають поперечні сили за різними схемами.

З урахуванням різних схем навантажень (рис.10) розрахункові зусилля визначають за формулами:

$$M_1 = ql_{01}^2/11 = 0.091ql_{01}^2; \quad M_B = -ql_{01}^2/14 = -0.0715ql_{01}^2;$$

$$M_2 = M_3 = -M_C = -M_D = ql_{02}^2/16 = 0.0625ql_{02}^2;$$

$$Q_A = 0.4ql_{01}; \quad Q_B^n = 0.6ql_{01}; \quad Q_B^n = Q_C^n = Q_C^n = 0.5ql_{02}.$$

При побудові огинаючої епюри згинальних моментів у середніх прольотах можуть виникати негативні згинальні моменти. Їх величини, а також нульові координати негативного моменту в першому прольоті визначають за графіком або таблицею залежно від співвідношення величин тимчасового і постійного навантаження  $v/g$  (рис.11, додаток VI).

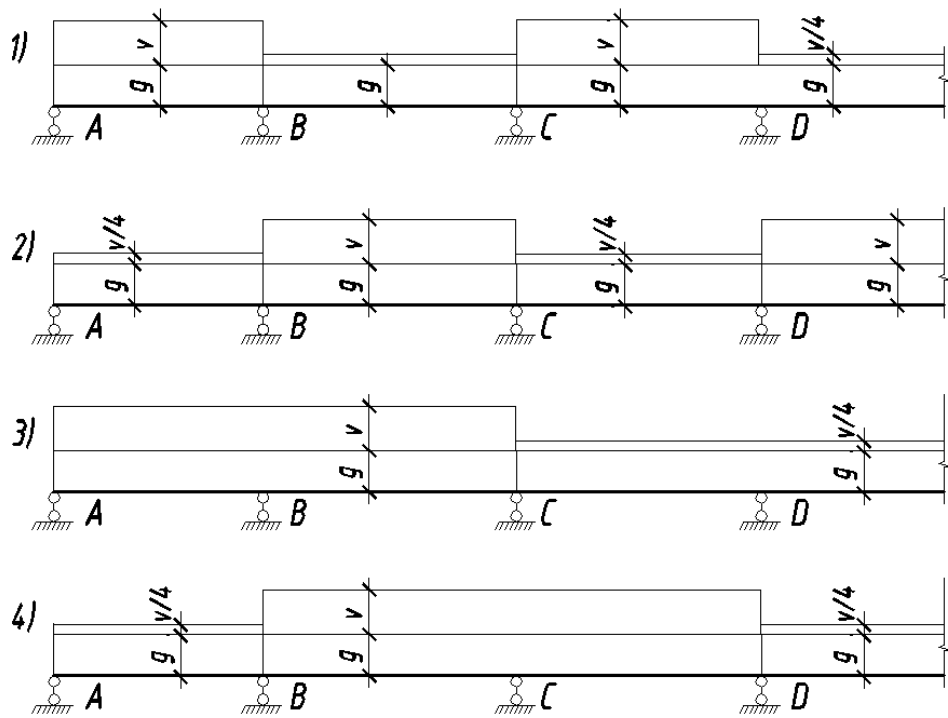


Рис.10

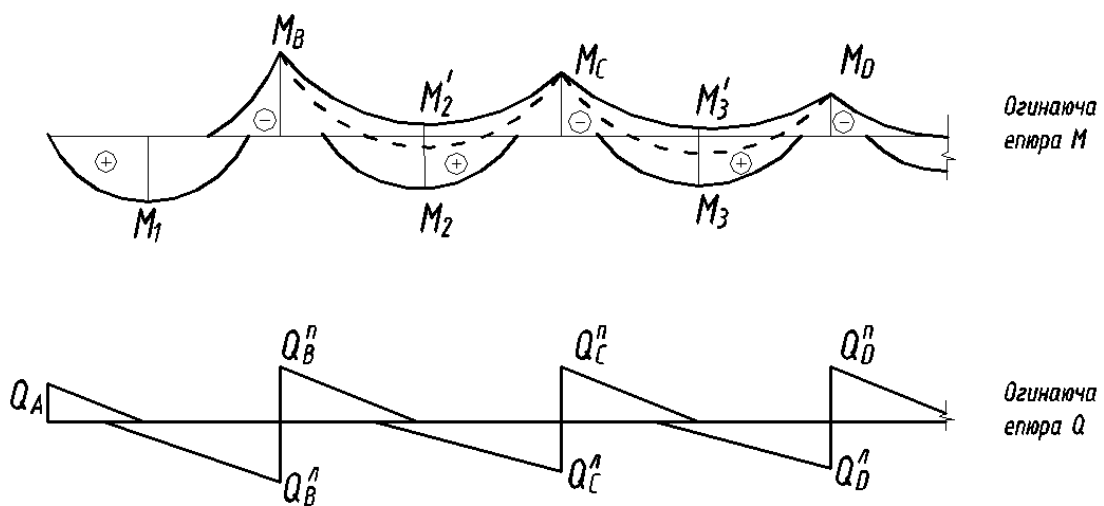


Рис.11

Для розглядуваного прикладу



$$M_I = 0.091 \times 29.8 \times 5.75^2 = 89.7 \text{ кНм};$$

$$-M_B = 0.0715 \times 29.8 \times 5.75^2 = 70.4 \text{ кНм};$$

$$M_2 = -M_C = 0.0625 \times 29.8 \times 5.7^2 = 60.5 \text{ кНм}.$$

$$\text{При } v/g = 21.1/8.7 = 2.42 \quad M_2' = -0.012 \times 29.8 \times 5.7^2 = -11.6 \text{ кНм}.$$

$$Q_A = 0.4 \times 29.8 \times 5.75 = 68.5 \text{ кН};$$

$$Q_B^n = 0.6 \times 29.8 \times 5.75 = 102.8 \text{ кН};$$

$$Q_B^n = Q_C^n = Q_C^n = 0.5 \times 29.8 \times 5.7 = 84.9 \text{ кН}.$$

## 2.5. Розрахунок другорядної балки на міцність у нормальних перерізах

Розрахункова ширина полиці другорядної балки не завжди збігається з фактичною шириною. При значному кроці другорядних балок не вся полиця включається в роботу на стиск, тому рекомендують приймати для розрахунку звисаючу частину полиці  $C \leq 10/2 = 205/2 = 102.5 \text{ см}$  і  $C \leq 1/6 = 600/6 = 100 \text{ см}$ .

Таким чином для розрахунку приймаємо полицю шириною

$$b_f' = 2c + b_{op.} = 2 \times 100 + 15 = 215 \text{ см (рис.12)}.$$

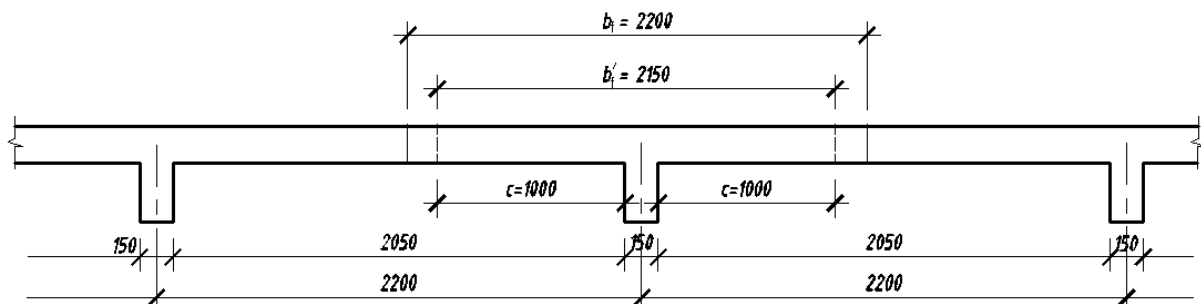


Рис.12

Для армування приймають:

- у прольотах – стержньову арматуру класу А400С,
- на опорах – арматуру у вигляді плоских зварних сіток з арматурою класу А400С.

Перший проліт. Робочу висоту перерізу приймаємо  $h_0 = 36 \text{ см}$ .

Визначаємо положення нейтральної осі:

$$M_f = \gamma_{b2} R_b b_f h_f' (h_0 - h_f'/2) = 0.9 \times 1.15 \times 215 \times 8 (36 - 8/2) = 56966 \text{ кНсм} \sim 570 \text{ кНм} > M_1 = 89.7 \text{ кНм}.$$

Нейтральна вісь знаходиться в межах полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний.

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2} = \frac{8970}{0.9 * 1.15 * 215 * 36^2} = 0.031; \quad \zeta = 0.985;$$

$$A_s = \frac{M_1}{\xi R_s h_0} = \frac{8970}{0.985 * 37.5 * 36} = 6.75 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø22A400C ( $A_s = 7.6 \text{ см}^2$ ).

Другий проліт.

$$\alpha_m = \frac{6050}{0.9 * 1.15 * 215 * 36^2} = 0.021; \quad \zeta = 0.99;$$

$$A_s = \frac{6050}{0.99 * 37.5 * 36} = 4.66 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø18A400C ( $A_s = 5.09 \text{ см}^2$ ).

Опора В.

Робочу висоту перерізу приймаємо  $h_0 = 38 \text{ см}$ . Стиснута зона знаходиться в ребрі балки, тому переріз розраховуємо як прямокутний з шириною ребра ( $b=15 \text{ см}$ ):

$$\alpha_m = \frac{M_B}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{7040}{0.9 * 1.15 * 15 * 38^2} = 0.314; \quad \zeta = 0.805;$$

$$A_s = \frac{7040}{0.805 * 36.5 * 38} = 6.3 \text{ см}^2.$$

Для робочої сітки приймаємо крок стержнів 100 мм. На фактичній ширині полиці 2200 мм буде розташовано  $2200/100 = 22$  стержні. Площа перерізу одного стержня  $A_s = 6.3/22 = 0.286 \text{ см}^2$ . Для армування можна прийняти Ø6A400C з  $A_s = 0.283 \text{ см}^2$ . При цьому марка сітки

$$C5 \frac{3Bp - 1 - 250}{6A400C - 100} 4000 \times 19800$$

Можна прийняти варіант з кроком робочої арматури 150 мм. Тоді на ширині полиці розташовується  $2200/150 = 14$  стержнів, площа перерізу одного стержня  $A_s = 6.3/14 = 0.45 \text{ см}^2$ . Робочу арматуру можна прийняти  $\text{Ø}8\text{A}400\text{C}$  ( $A_s=0.503 \text{ см}^2$ ). Марка сітки

$$\text{C5} \frac{3Bp - 1 - 250}{8A400C - 150} 4000 \times 19800$$

Опора С.

$$\alpha_m = \frac{6050}{0.9 * 1.15 * 15 * 38^2} = 0,27; \quad \zeta = 0,84;$$

$$A_s = \frac{6050}{0.84 * 36.5 * 38} = 5,2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо крок робочих стержнів 200 мм. На ширині полиці 2200 мм маємо  $2200/200 = 11$  стержнів;  $A_s = 5.2/11 = 0.473 \text{ см}^2$ . Марка сітки

$$\text{C6} \frac{3Bp - 1 - 250}{8A400C - 200} 4000 \times 19800$$

Сітки С5, С6 розташовують над головними балками. Ширину сіток визначають за рекомендаціями, щоб в кожний бік від осі головної балки сітка перекривала 1/3 прольоту другорядної балки.

Для економії арматури можна використовувати варіант розташування сіток у двох рівнях (рис. 13)

## 2.6. Розрахунок другорядної балки на міцність у похилих перерізах

У більшості випадків розрахунок міцності похилих перерізів виконують за найбільшою величиною поперечної сили. У розглядуваному прикладі максимальна поперечна сила  $Q_{max} = Q_{Вл} = 102.8 \text{ кН}$ .

На першому етапі приймають кількість поперечних стержнів (хомутів) у перерізі і їх діаметр залежно від діаметра поздовжньої розрахованої раніше арматури за умови зварювання.

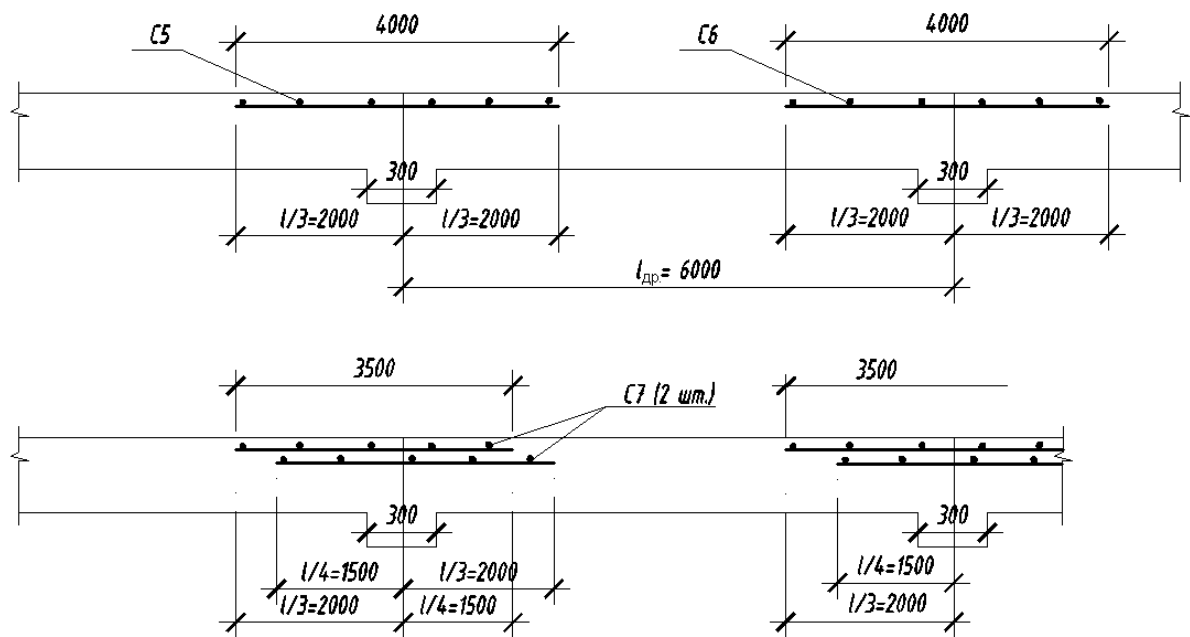


Рис.13

Приймаємо хомути  $2\text{Ø}6\text{A}400\text{C}$  ( $A_{sw} = 0.57 \text{ см}^2$ ).

Крок хомутів у зоні найбільшої поперечної сили  $S_{wl} \leq h/2$  і  $S_{wl} \leq 150 \text{ мм}$ .

Приймаємо  $S_{wl} = 150 \text{ мм}$ .

Для визначення достатності розмірів поперечного перерізу балки перевіряємо умову  $Q \leq 0.3\varphi_{bl}\varphi_{wl}R_bbh_0$ .

Попередньо визначають величини:

$$\nu = E_s/E_b = 2 \times 10^4 / 2.7 \times 10^3 = 7.4;$$

коефіцієнт поперечного армування  $\mu_w = A_{sw}/b_{swl} = 0.57/15 \times 15 = 0.00253$ ;

коефіцієнт впливу поперечного армування

$$\varphi_{wl} = 1 + 5\nu\mu_w = 1 + 5 \times 7.4 \times 0.00253 = 1.094;$$

коефіцієнт  $\varphi_{bl} = 1 - 0.01R_b = 1 - 0.01 \times 11.5 = 0.885$  ( $R_b$  – в МПа).

Перевірка:

$$0.3\varphi_{bl}\varphi_{wl}R_bbh_0 = 0.3 \times 0.885 \times 1.094 \times 1.15 \times 15 \times 36 = 181 \text{ кН} > Q_{max} = 102.8 \text{ кН}.$$

Розміри поперечного перерізу достатні.

Перевірка необхідності розрахунку поперечної арматури

Частина стиснутої полиці другорядної балки додає міцності в похилому перерізі. Розрахункову ширину цієї частини полиці приймають як

$$b_{fI} = b + 3h_f = 15 + 3 \times 8 = 39 \text{ см}.$$

Коефіцієнт впливу стиснутої полиці на міцність перерізу

$$\varphi_f = [0.75(b_{fl} - b)h_f] / bh_0 = [0.75(39 - 15)8] / 15 \times 36 = 0.267 < 0.5.$$

Міцність бетону для опору поперечній силі визначають як більшу з величин:

$$Q_{b1} = Q / 2 = 102.8 / 2 = 51.4 \text{ кН},$$

$$Q_{b2} = 0.6(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0 = 0.6(1 + 0.267)0.09 \times 15 \times 36 = 36.94 \text{ кН}.$$

Несучу здатність бетону приймаємо  $Q_b = 51.4 \text{ кН} < Q_{max} = 102.8 \text{ кН}$ .

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

Погонна несуча здатність поперечного армування

$$q_{sw} = A_{sw} R_{sw} / S_{wl} = 0.57 \times 29 / 15 = 1.1 \text{ кН/см};$$

перевірка:

$$q_{sw} \geq [0.6(1 + \varphi_f)R_{bt}b] / 2.$$

$$1.1 \text{ кН/см} > (0.6 \times 1.267 \times 0.09 \times 15) / 2 = 0.513 \text{ кН/см}.$$

Якщо умова не виконується, то збільшують діаметр хомутиків або зменшують їх крок.

Проекція похилої тріщини на горизонтальну вісь

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}}, \text{ де для важкого бетону } \varphi_{b2} = 2.$$

Величина  $c_0$  в будь-якому разі має бути в межах  $h_0 < c_0 < 2h_0$ .

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.267 \cdot 0.09 \cdot 15 \cdot 36^2}{1.1}} = 63.5 \text{ см};$$

перевірка:  $36 \text{ см} < 63.5 \text{ см} < 72 \text{ см}$ .

Несуча здатність поперечного армування

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 1.1 \times 63.5 = 69.85 \text{ кН}.$$

Повна несуча здатність перерізу

$$Q_{sect} = Q_b + Q_{sw} = 51.4 + 69.85 = 121.2 \text{ кН} > Q_{max} = 102.8 \text{ кН}.$$

Несуча здатність перерізу достатня.

Якщо остання умова не виконується, треба збільшити діаметр хомутиків або зменшити їх крок.

## 2.7. Конструювання другорядної балки

Армування другорядної балки відбувається зварними каркасами і сітками.

Зварні каркаси в кожному прольоті формують з робочої нижньої арматури, що визначена в попередньому розрахунку, верхньої конструктивної арматури і поперечної арматури (хомутів).

Верхню арматуру приймають конструктивно діаметром в 1.5...2 рази меншим ніж робоча арматура і може бути нижче класом. Кількість цієї арматури, як правило, є достатньою для сприймання негативних згинальних моментів  $M_2^-$ .

Каркаси доводять до опор у зоні головних балок і зв'язують між собою стиковими стержнями, що пропускаються через головні балки.

Хомути розміщують у каркасах залежно від характеру навантаження. У більшості випадків другорядні балки сприймають рівномірно розподілене навантаження, коли поперечна сила має свої максимуми біля опор і мінімуми в середині прольотів. При такому навантаженні на відстані  $1/4$  від опор хомути розташовують з кроком  $S_{w1}$ , а в середині прольотів – з кроком  $S_{w2} \leq 0.75h$ , але не більше 500 мм.

Сітки другорядних балок розташовують над каркасами в один або два ряди.

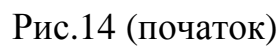
Загальний вигляд армування другорядної балки наведено на рис.14.

## 3. Принципи проектування головної балки

Навантаження на головну балку розглядають як зосереджені сили, прикладені у місцях спирання другорядних балок. Власна вага головних балок може враховуватись як рівномірно розподілене навантаження або приводитись до зосереджених сил, що також прикладені в місцях спирання другорядних балок.

Розрахункові зусилля  $M$  і  $Q$  також отримують з огинаючих епюр при розгляданні різних схем прикладення навантажень. В більшості випадків

У ряді випадків армування може виконуватись окремими стержнями. У цих випадках для сприймання поперечних сил крім хомутів встановлюють і відгини.







## Список літератури

- В.Н.Байков, Э.Е.Сигалов. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат. 1991. – 767 с.
- В.М.Бондаренко, Д.Г.Суворкин. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Выс. шк., 1987. – 383 с.
3. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 77с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К: Минстрой Украины, 2006 . – 60 с.
5. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
6. О.М.Шаповалов. Залізобетонні конструкції.– Харків: ХНАМГ. 2005. – 147с.

**Розрахункові опори бетону при осьовому стиску й розтягу;  
модуль пружності**

| Клас бетону за<br>міцністю на<br>стиск | Розрахунковий опір бетону при<br>розрахунку за І групою граничних<br>станів, МПа |                 | Початковий<br>модуль<br>пружності при<br>стиску $E_b \cdot 10^3$ ,<br>МПа | Примітка   |
|--|--|-----------------|---|--|
|  | Стиск $R_b$  | Розтяг $R_{bt}$ |   |  |
| B10                                    | 6,0  | 0,57            | 18,0  | Значення<br>модуля<br>пружності<br>подане для<br>важкого<br>бетону |
| B12,5                                  | 7,5  | 0,66            | 21,0  |  |
| B15                                    | 8,5  | 0,75            | 23,0  |  |
| B20                                    | 11,5   | 0,90            | 27,0  |  |
| B25                                    | 14,5   | 1,05            | 30,0  |  |
| B30                                    | 17,0   | 1,20            | 32,5  |  |
| B35                                    | 19,5   | 1,30            | 34,5  |  |
| B40                                    | 22,0   | 1,40            | 36,0  |  |

**Значення граничного коефіцієнта  $\alpha_R$**

| Клас<br>арматури | $\gamma_{b2}$ | Клас важкого бетону |       |       |
|------------------|---------------|---------------------|-------|-------|
|                  |               | B15                 | B20   | B25   |
| A240C            | 0.9           | 0.461               | 0.457 | 0.451 |
|                  | 1.0           | 0.453               | 0.447 | 0.439 |
|                  | 1.1           | 0.451               | 0.444 | 0.438 |
| A400C            | 0.9           | 0.448               | 0.443 | 0.437 |
|                  | 1.0           | 0.436               | 0.429 | 0.420 |
|                  | 1.1           | 0.434               | 0.425 | 0.418 |

## Розрахункові опори й модуль пружності арматури

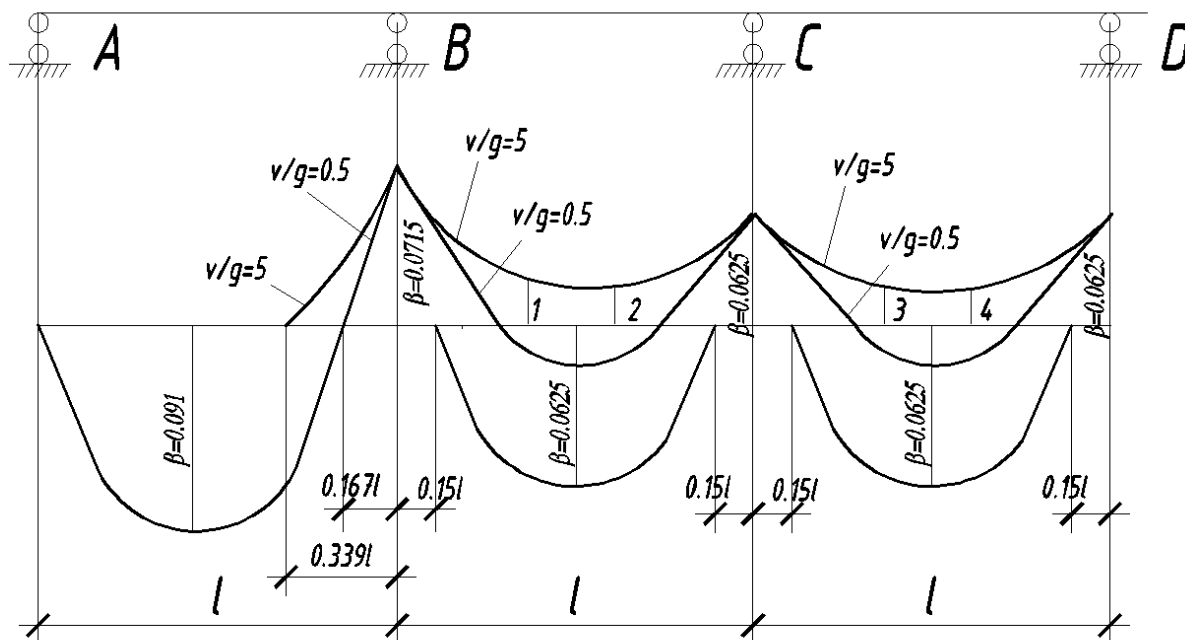
| Клас арматури                           | Розрахунковий опір арматури при розрахунку за I групою граничних станів, МПа |  |            | Модуль пружності<br>E <sub>s</sub> *10 <sup>4</sup> , МПа |
|---|--|--|------------|---|
|   | при розтязі  |  | при стиску |   |
|   | в поздовжньому напрямку<br>R <sub>s</sub>                                    | в поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів<br>R <sub>sw</sub> |            |   |
| A240C                                   | 225  | 175  | 225        | 21  |
| A400C, Ø6...8<br>Ø10...40               | 365  | 290  | 365        | 20  |
|   | 375  | 290  | 375        | 20  |
| A400C терм. зміцнена                    | 365  | 290  | 365        | 20  |
| A500C, Ø8...22<br>Ø25...32              | 450  | 290  | 450        | 19  |
|   | 435  | 290  | 435        | 19  |
| A600                                    | 520  | 415  | 450        | 19  |
| Bp I, Ø3<br>Ø4<br>Ø5                    | 375  | 270  | 375        | 17  |
|   | 370  | 265  | 370        | 17  |
|   | 360  | 260  | 360        | 17  |
| B II, Ø3<br>Ø4<br>Ø5<br>Ø6<br>Ø7<br>Ø8  | 1240   | 990  | 390        | 20  |
|   | 1180   | 940  | 390        | 20  |
|   | 100  | 890  | 390        | 20  |
|   | 1050   | 835  | 390        | 20  |
|   | 980  | 785  | 390        | 20  |
|   | 915  | 730  | 390        | 20  |
| Bp II, Ø3<br>Ø4<br>Ø5<br>Ø6<br>Ø7<br>Ø8 | 1200   | 970  | -          | 20  |
|   | 1140   | 910  | -          | 20  |
|   | 1050   | 830  | -          | 20  |
|   | 980  | 785  | -          | 20  |
|   | 915  | 735  | -          | 20  |
|   | 850  | 675  | -          | 20  |
| K-7, Ø6<br>Ø9<br>Ø12<br>Ø15             | 1200   | 970  | -          | 18  |
|   | 1140   | 910  | -          | 18  |
|   | 1100   | 890  | -          | 18  |
|   | 1080   | 865  | -          | 18  |
| K-19, Ø14                               | 1180   | 940  | -          | 18  |

## Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2006

| Діаметр<br>мм | Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стержнів |       |       |       |       |       |       |        |        | Теоретична вага, кг | Діаметри для арматури класів |       |           |              |
|---------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|---------------------|------------------------------|-------|-----------|--------------|
|               | 1   | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8      | 9      |                     | A240C                        | A400C | B-1, Bp-1 | B-II, Bp-II, |
| 3             | 0,071   | 0,141 | 0,212 | 0,283 | 0,353 | 0,424 | 0,495 | 0,565  | 0,636  | 0,055               |                              |       | +         | +            |
| 4             | 0,126   | 0,251 | 0,377 | 0,502 | 0,628 | 0,754 | 0,879 | 1,005  | 1,130  | 0,099               |                              |       | +         | +            |
| 5             | 0,196   | 0,393 | 0,589 | 0,785 | 0,982 | 1,178 | 1,375 | 1,571  | 1,767  | 0,154               |                              |       | +         | +            |
| 5,5           | 0,238   | 0,48  | 0,71  | 0,95  | 1,19  | 1,43  | 1,67  | 1,90   | 2,14   | 0,187               | +                            |       |           |              |
| 6             | 0,283   | 0,57  | 0,85  | 1,13  | 1,41  | 1,7   | 1,98  | 2,26   | 2,54   | 0,222               | +                            | +     | +         | +            |
| 7             | 0,385   | 0,77  | 1,15  | 1,54  | 1,92  | 2,31  | 2,69  | 3,08   | 3,46   | 0,302               |                              |       |           | +            |
| 8             | 0,503   | 1,01  | 1,51  | 2,01  | 2,51  | 3,02  | 3,52  | 4,02   | 4,53   | 0,395               | +                            | +     | +         | +            |
| 10            | 0,785   | 1,57  | 2,36  | 3,14  | 3,93  | 4,71  | 5,5   | 6,28   | 7,07   | 0,617               | +                            | +     |           |              |
| 12            | 1,131   | 2,26  | 3,39  | 4,52  | 5,65  | 6,79  | 7,92  | 9,05   | 10,18  | 0,888               | +                            | +     |           |              |
| 14            | 1,539   | 3,08  | 4,62  | 6,16  | 7,69  | 9,23  | 10,77 | 12,31  | 13,85  | 1,208               | +                            | +     |           |              |
| 16            | 2,011   | 4,02  | 6,03  | 8,04  | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08  | 18,10  | 1,578               | +                            | +     |           |              |
| 18            | 2,545   | 5,09  | 7,63  | 10,18 | 12,72 | 15,27 | 17,81 | 20,36  | 22,90  | 1,998               | +                            | +     |           |              |
| 20            | 3,142   | 6,28  | 9,42  | 12,56 | 15,71 | 18,85 | 21,99 | 25,13  | 28,27  | 2,466               | +                            | +     |           |              |
| 22            | 3,801   | 7,60  | 11,40 | 15,20 | 19,00 | 22,81 | 26,61 | 30,41  | 34,21  | 2,984               | +                            | +     |           |              |
| 25            | 4,909   | 9,82  | 14,73 | 19,63 | 25,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27  | 44,18  | 3,84                | +                            | +     |           |              |
| 28            | 6,158   | 12,32 | 18,47 | 24,63 | 30,79 | 36,95 | 43,10 | 49,26  | 55,42  | 4,83                | +                            | +     |           |              |
| 32            | 8,043   | 16,09 | 24,13 | 32,17 | 40,21 | 48,26 | 56,30 | 64,34  | 72,38  | 6,31                | +                            | +     |           |              |
| 36            | 10,179  | 20,36 | 30,54 | 40,72 | 50,89 | 61,07 | 71,25 | 81,43  | 91,61  | 7,99                | +                            | +     |           |              |
| 40            | 12,566  | 25,13 | 37,7  | 50,27 | 62,83 | 75,40 | 87,96 | 100,53 | 113,10 | 9,865               | +                            | +     |           |              |

**Допоміжна таблиця для розрахунку елементів прямокутного перерізу, що згинаються, з одиночною арматурою**

| $\xi = \frac{x}{h_0}$ | $\zeta = 1 - 0.5\xi$ | $\alpha_m$ | $\xi = \frac{x}{h_0}$ | $\zeta = 1 - 0.5\xi$ | $\alpha_m$ | $\xi = \frac{x}{h_0}$ | $\zeta = 1 - 0.5\xi$ | $\alpha_m$ |
|-----------------------|----------------------|------------|-----------------------|----------------------|------------|-----------------------|----------------------|------------|
| 0,01                  | 0,995                | 0,01       | 0,24                  | 0,88                 | 0,211      | 0,47                  | 0,765                | 0,36       |
| 0,02                  | 0,99                 | 0,02       | 0,25                  | 0,875                | 0,219      | 0,48                  | 0,76                 | 0,365      |
| 0,03                  | 0,985                | 0,03       | 0,26                  | 0,87                 | 0,226      | 0,49                  | 0,755                | 0,37       |
| 0,04                  | 0,98                 | 0,039      | 0,27                  | 0,865                | 0,234      | 0,50                  | 0,75                 | 0,375      |
| 0,05                  | 0,975                | 0,049      | 0,28                  | 0,86                 | 0,241      | 0,51                  | 0,745                | 0,38       |
| 0,06                  | 0,97                 | 0,058      | 0,29                  | 0,855                | 0,248      | 0,52                  | 0,74                 | 0,385      |
| 0,07                  | 0,965                | 0,068      | 0,30                  | 0,85                 | 0,255      | 0,53                  | 0,735                | 0,39       |
| 0,08                  | 0,960                | 0,077      | 0,31                  | 0,845                | 0,262      | 0,54                  | 0,73                 | 0,394      |
| 0,09                  | 0,955                | 0,086      | 0,32                  | 0,84                 | 0,269      | 0,55                  | 0,725                | 0,399      |
| 0,10                  | 0,95                 | 0,095      | 0,33                  | 0,835                | 0,276      | 0,56                  | 0,72                 | 0,403      |
| 0,11                  | 0,945                | 0,104      | 0,34                  | 0,83                 | 0,282      | 0,57                  | 0,715                | 0,407      |
| 0,12                  | 0,94                 | 0,113      | 0,35                  | 0,825                | 0,289      | 0,58                  | 0,71                 | 0,412      |
| 0,13                  | 0,935                | 0,122      | 0,36                  | 0,82                 | 0,295      | 0,59                  | 0,705                | 0,416      |
| 0,14                  | 0,93                 | 0,13       | 0,37                  | 0,815                | 0,302      | 0,6                   | 0,70                 | 0,42       |
| 0,15                  | 0,925                | 0,139      | 0,38                  | 0,81                 | 0,308      | 0,61                  | 0,695                | 0,424      |
| 0,16                  | 0,92                 | 0,147      | 0,39                  | 0,805                | 0,314      | 0,62                  | 0,69                 | 0,428      |
| 0,17                  | 0,915                | 0,156      | 0,40                  | 0,80                 | 0,32       | 0,63                  | 0,685                | 0,432      |
| 0,18                  | 0,91                 | 0,164      | 0,41                  | 0,795                | 0,326      | 0,64                  | 0,68                 | 0,435      |
| 0,19                  | 0,905                | 0,172      | 0,42                  | 0,79                 | 0,332      | 0,65                  | 0,675                | 0,439      |
| 0,20                  | 0,90                 | 0,18       | 0,43                  | 0,785                | 0,335      | 0,66                  | 0,67                 | 0,442      |
| 0,21                  | 0,895                | 0,188      | 0,44                  | 0,78                 | 0,343      | 0,67                  | 0,665                | 0,446      |
| 0,22                  | 0,89                 | 0,196      | 0,45                  | 0,775                | 0,349      | 0,68                  | 0,66                 | 0,449      |
| 0,23                  | 0,885                | 0,204      | 0,46                  | 0,77                 | 0,354      | 0,69                  | 0,655                | 0,452      |

Епюри розрахункових моментів  $M = \beta(g + v)l^2$ 

| $v/g$ | Коефіцієнт $\beta$ для точок |        |        |        |
|-------|------------------------------|--------|--------|--------|
|       | 1                            | 2      | 3      | 4      |
| 0.5   | 0.022                        | 0.024  | 0.028  | 0.028  |
| 1.0   | 0.016                        | 0.009  | 0.013  | 0.013  |
| 1.5   | -0.003                       | 0      | 0.004  | 0.004  |
| 2.0   | -0.009                       | -0.006 | -0.003 | -0.003 |
| 2.5   | -0.012                       | -0.009 | -0.006 | -0.006 |
| 32.0  | -0.016                       | -0.014 | -0.01  | -0.01  |
| 3.5   | -0.019                       | -0.017 | -0.013 | -0.013 |
| 4.0   | -0.021                       | -0.021 | -0.015 | -0.015 |
| 4.5   | -0.022                       | -0.02  | -0.016 | -0.016 |
| 5.0   | -0.024                       | -0.021 | -0.018 | -0.018 |

Навчальне видання

**Стоянов Євген Геннадійович,  
Псурцева Ніна Олексіївна**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до виконання курсового проекту

«Проектування монолітного залізобетонного ребристого перекриття з балковими плитами для будівлі з неповним каркасом»,  
практичних занять та самостійної роботи з дисципліни  
«Залізобетонні та кам'яні конструкції»  
(для студентів 3 – 4 курсів денної і заочної форм навчання напряму  
підготовки 6.060101 – «Будівництво» спеціальності  
«Промислове і цивільне будівництво»)

Відповідальний за випуск: О.М. Шаповалов

Редактор: М.З.Аляб'єв

План 2010, поз. 3-м

---

Підп. до друку 05.03.2010  
Друк на ризографі.  
Тираж 150 пр.

Формат 60×84 1/16  
Умовн.-друк. арк. 1.6  
Зам. №

---

Видавець і виготовлювач:

Харківська національна академія міського господарства,  
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: [rectorat@ksame.kharkov.ua](mailto:rectorat@ksame.kharkov.ua)

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 731 від 19.12.2001